

5

Análise Numérica

O método de elementos finitos representa atualmente a mais versátil e popular ferramenta para análise de problemas da engenharia geotécnica, principalmente em casos de grande complexidade envolvendo interação solo - estrutura e carregamentos dinâmicos. Neste capítulo o programa computacional PLAXIS é empregado para investigar o comportamento de um muro de gravidade submetido a carregamento sísmico, comparando seus resultados com aqueles fornecidos por métodos aproximados mais simples, descritos nos capítulos 3 e 4 desta dissertação.

5.1. O programa computacional PLAXIS

PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, version 8.2) é um programa comercial de elementos finitos desenvolvido inicialmente pela Technical University of Delft, Holanda (1987) para aplicações em problemas da engenharia geotécnica e, mais tarde (1993), sucedida pela atual empresa comercial Plaxis. Foi concebido com o propósito de se constituir numa prática ferramenta numérica para uso de engenheiros geotécnicos que não sejam necessariamente especialistas em procedimentos numéricos. Esta filosofia facilita sua utilização pelo profissional, mas muitas vezes inibe o pesquisador já que se trata de um código fechado, sem muitas possibilidades de expansão introduzidas pelo usuário, salvo exceções como introdução de relações constitutivas específicas que devem ser programadas em linguagem Fortran. O software atualmente traz implementadas as seguintes leis constitutivas para materiais geotécnicos: elasticidade linear, modelo de Mohr-Coulomb, modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico (Hard Soil Model, também conhecido como modelo Plaxis), modelo elasto-plástico com amolecimento (Soft Soil Model) e modelo constitutivo para problemas com dependência no tempo (*creep*).

5.2. Descrição do problema

O presente exemplo pretende comparar os resultados de análises estáticas, pseudo-estáticas e dinâmicas em termos de deslocamentos permanentes e empuxos aplicados sobre um muro de gravidade.

A geometria do problema, bem como a malha de elementos finitos triangulares quadráticos (6 nós) utilizada, estão mostradas nas Figuras 5.1 e 5.2, respectivamente.

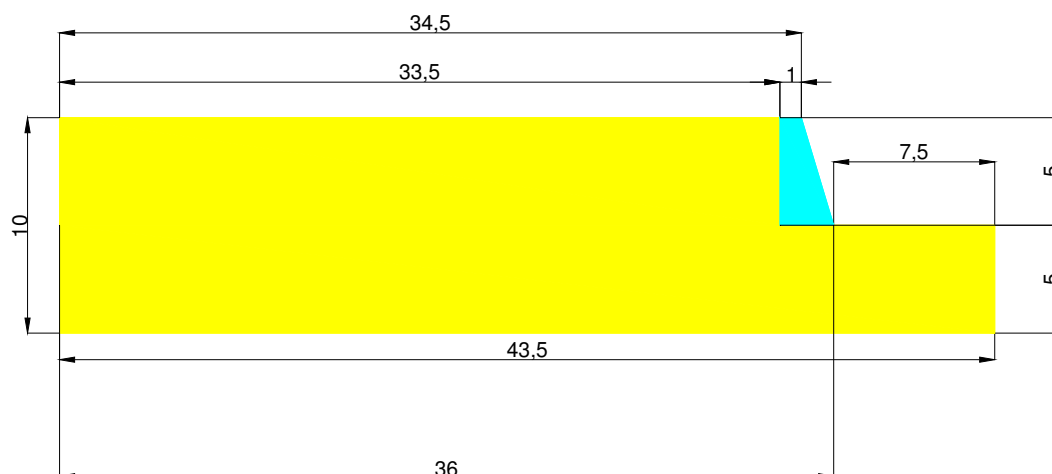


Figura 5.1 – Geometria do problema. Distâncias em metros.

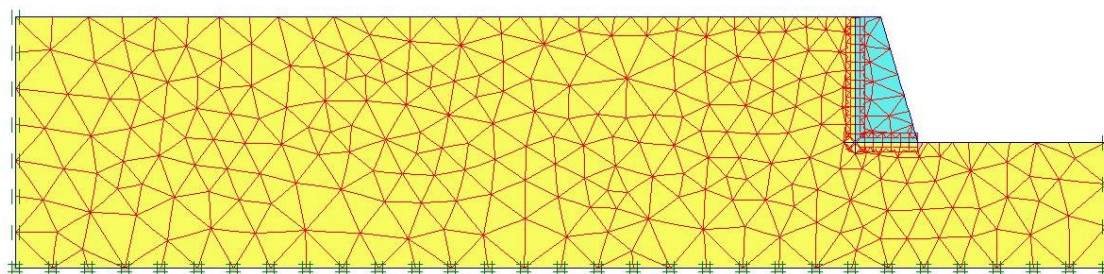


Figura 5.2 – Malha de elementos finitos triangulares (6 nós) e condições de contorno.

O muro é constituído por material homogêneo, isotrópico e linearmente elástico (E , ν) e o solo representado mecanicamente através do modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb (E , ν , c , ϕ , Ψ') onde Ψ' é a dilatância do solo.

Uma das reconhecidas deficiências do modelo tradicional de Mohr-Coulomb é a previsão de deformações plásticas negativas (dilatância ou expansão de volume sob cisalhamento) em níveis superiores aos observados em ensaios de laboratório, necessitando-se então de uma lei de fluxo não-associada para um cálculo mais adequado da magnitude destas deformações. A função de potencial

plástico empregada neste processo é definida em termos de um ângulo de dilatação (Ψ) em vez do ângulo de atrito (ϕ) empregado na formulação convencional do modelo de Mohr-Coulomb com lei de fluxo associada. Para areias, normalmente se utiliza a relação $\Psi' = \phi - 30^\circ$, considerando-se $\Psi' = 0$ caso o resultado seja negativo.

Elementos de interface são usados para o problema da interação solo-estrutura, cantos ou súbitas mudanças das condições de contorno que possam levar a grandes variações nos valores de tensão e deformação não adequadamente reproduzidos por elementos planos convencionais. A introdução de elementos de interface nestes cantos (figura 5.3) pode significativamente melhorar a qualidade dos resultados.

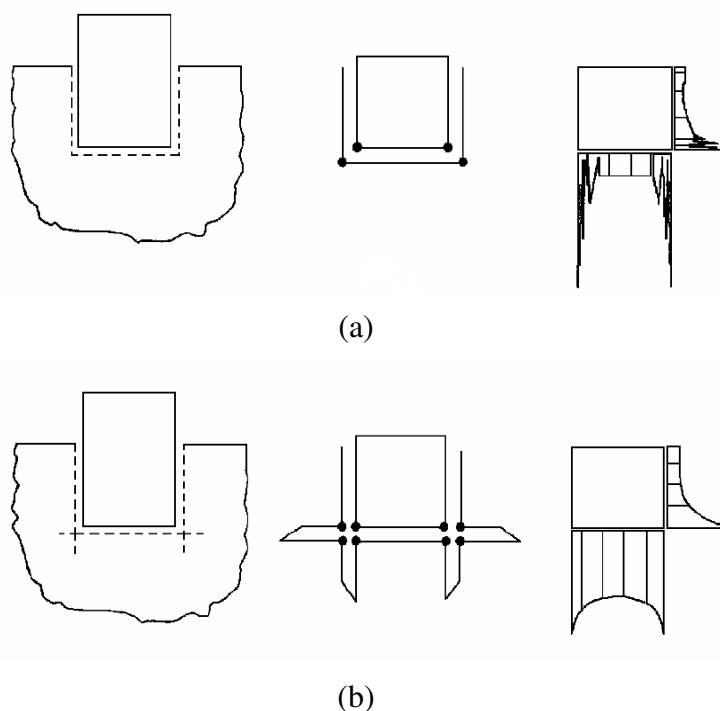


Figura 5.3 – Determinação de tensões nos cantos de estruturas: a) sem elementos de interface; b) considerando elementos de interface (manual Plaxis v8.2)

O modelo de Mohr – Coulomb também é utilizado para a descrição do comportamento mecânico na interface solo-estrutura, com as propriedades de resistência multiplicadas pelo fator R_{inter} (fator de redução de resistência da interface) conforme equações abaixo:

$$c_{inter} = R_{inter} \cdot c_{solo} \leq c_{solo} \quad (5.1)$$

$$\tan \phi_{inter} = R_{inter} \cdot \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad (5.2)$$

$$\Psi'_{inter} = 0^\circ \text{ para } R_{inter} < 1 \text{ caso contrario } \Psi'_{inter} = \Psi'_{solo} \quad (5.3)$$

Valores típicos de R_{inter} estão listados na Tabela 5.1, enquanto que a Tabela 5.2 informa os valores das propriedades dos materiais. Neste exemplo, considerou-se um fator de redução para uma interface areia/concreto igual a $R_{inter} = 0,80$, levando ao valor do ângulo de atrito na interface $\delta = 25^\circ$.

Tipo de Interface	R_{inter}
Areia/aço	0.667
Argila/aço	0.5
Areia/concreto	0.8-1
Solo/georgrelha	0.8-1
Solo/geotextil	1

Tabela 5.1 - Valores típicos de alguns fatores de redução de resistência R_{inter} (Pérez More, 2003).

Material	E (kN/m^2)	ν	Ψ'	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	γ (kN/m^3)
Fundação	1×10^5	0.3	0	30	0	17
Muro	250×10^5	0.15	-	-	-	25

Tabela 5.2 – Propriedades dos materiais usados na análise.

5.3. Análise estática

Inicialmente foram determinadas as tensões horizontais na interface solo-estrutura considerando as formulações dos métodos de Rankine e de Coulomb para empuxos ativos (capítulo 2).

Do método de Rankine, determina-se através da Equação 2.7 o coeficiente de empuxo ativo $K_A = 0,33$ e o valor do empuxo ativo através da Equação 2.9 como $P_A = 70.833 \frac{kN}{m}$.

Do método de Coulomb, considerando $\theta = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $\delta = 25^\circ$, calcula-se pela Equação 2.14 o coeficiente de empuxo ativo $K_A = 0,296$ e pela Equação 2.13

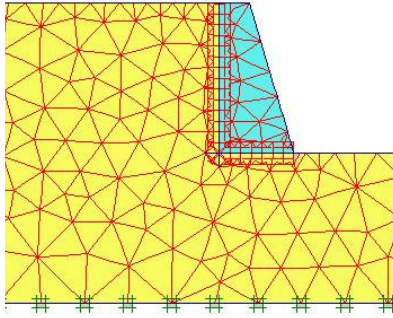
o valor do empuxo ativo $P_A = 62.896 \frac{kN}{m}$. Este método também permite determinar o ângulo da superfície de ruptura como $\alpha_A = 76^\circ$ (Figura 2.11) mediante aplicação da Equação 2.15. Os valores das constantes C_1 (Equação 2.16) e C_2 (Equação 2.17) foram avaliados iguais a, respectivamente, $C_1 = 1.6$ e $C_2 = 2.0$.

Com a finalidade de comparar a localização da superfície de ruptura determinada pelo método de Coulomb (e estabelecida pelo ângulo $\alpha_A = 76^\circ$), foram realizadas análises de estabilidade usando o programa Plaxis, com a técnica de simulação do colapso do maciço de solo disponível no software.

Análises numéricas foram executadas para três situações no contato solo-estrutura: a primeira considerando elementos de interface e a segunda sob hipótese de aderência perfeita do solo à estrutura (sem elementos de interface) e a terceira fazendo com que a ruptura seja quase paralela à base da parede (considerando uma base rígida embaixo da parede. Conforme mostra os resultados da Figura 5.4, a influência de elementos de interface no valor do fator de segurança revelou-se bastante significativa.

Como pode ser observado, há diferenças significativas na inclinação estimada das superfícies (método de Coulomb com $\alpha_A = 76^\circ$ e método dos elementos finitos com $\alpha_A = 43^\circ$ e 51° , com interface e sem interface respectivamente) causadas, provável e principalmente, pela influência de fatores não contemplados no modelo de Coulomb como o movimento do muro, a flexibilidade do maciço de solo e a resistência desenvolvida no contato entre o solo de fundação e a base do muro.

De acordo com Bakeer e Bathia (1989) como o modelo de Coulomb não leva em consideração o movimento da estrutura, vários resultados podem ser obtidos pelo método dos elementos finitos dependendo do tipo de movimento experimentado pela estrutura: translação, rotação pelo pé e rotação pelo topo foram alguns dos movimentos estudados por aqueles autores.



Rankine:

$$P_A = 70.8 \frac{kN}{m}$$

Coulomb:

$$P_A = 62.9 \frac{kN}{m}$$

$$h = \frac{5m}{3} = 1.67m$$

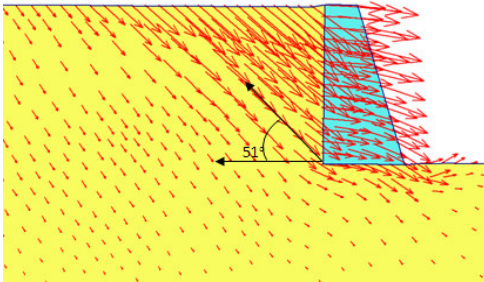
$$\alpha_A = 76^\circ$$

(a)

Superfície de ruptura e ângulo de ruptura,
elementos de interface não incluídos

$$FS = 1.35$$

$$\alpha_A = 51^\circ$$



(b)

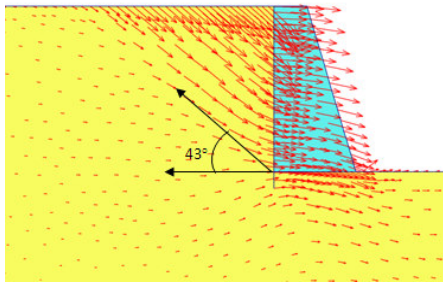
Superfície de ruptura e ângulo de ruptura,
elementos de interface incluídos

$$FS = 1.2$$

$$P_A = 57.8 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_A = 43^\circ$$

$$h = 1.69m$$



(c)

Superfície de ruptura elementos de
interface incluídos, base rígida na base da

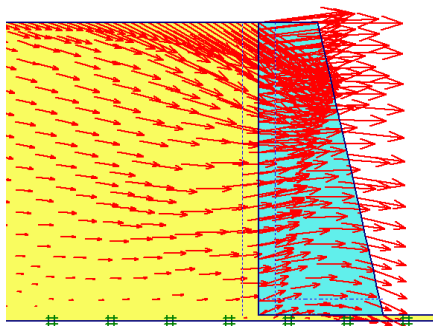
parede

$$FS = 1.28$$

$$P_A = 58.1 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_A = 43^\circ$$

$$h = 1.71m$$



(d)

Figura 5.4 – Fatores de segurança e posições das superfícies de ruptura determinadas.

5.4. Análise Pseudo-Estática

Na análise pseudo-estática, a simulação numérica por elementos finitos foi simulada aplicando-se uma aceleração horizontal de valor constante em todos os elementos da malha. Os resultados assim obtidos foram comparados com os previstos pela solução pseudo-estática de Mononobe-Okabe. No método M-O o coeficiente de empuxo ativo é calculado pela Equação 3.4 e o valor do empuxo ativo pela Equação 3.3. Neste exemplo, foi admitido valor de aceleração vertical nula (coeficiente sísmico vertical $k_v = 0.0$), diferentes valores foram atribuídos para k_h , considerados $\beta = 0^\circ$, $\theta = 0^\circ$, $\delta = 25^\circ$ e $\phi = 30^\circ$, obtendo-se então os resultados apresentados na tabela 5.3, que também lista as previsões obtidas com o programa PLAXIS.

A Figura 5.6 mostra graficamente a variação dos coeficientes de empuxo ativo. Os determinados através do método de Mononobe-Okabe são ligeiramente mais altos mas, de modo geral, há boa aproximação entre ambas as classes de resultados.

Coeficiente Sísmico K_h	ψ ($^\circ$)	P_{AE} (M-O) (kN/m)	K_{AE} (M-O)	K_{AE} Pseudo- estático (Plaxis)
0.000	0.000	62.880	0.296	0.266
0.050	2.860	69.990	0.329	0.301
0.100	5.710	78.050	0.367	0.334
0.150	8.530	87.230	0.410	0.386
0.200	11.310	97.810	0.460	0.448
0.250	14.040	110.120	0.518	0.502

Tabela 5.3 – Resultados obtidos com o método pseudo-estático de Mononobe-Okabe e com a simulação numérica pelo método dos elementos finitos.

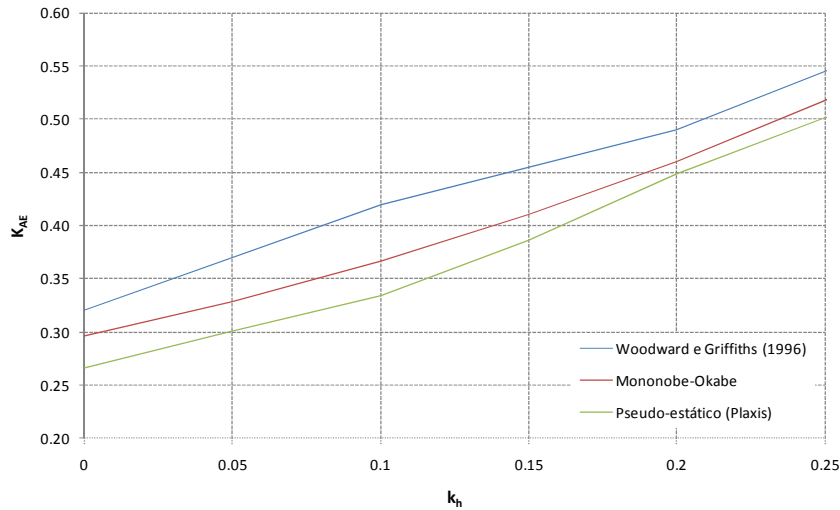


Figura 5.6 - Variação dos coeficientes de empuxo ativo com a aceleração horizontal.

5.5. Análise dinâmica

5.5.1. Modelo de elementos finitos

A história das acelerações se refere ao terremoto Mammoth Lake (Bolton, 1980), na Califórnia, ocorrido em maio de 1980, medido por sismógrafo na Long Valley Dam ao nível da rocha. O registro foi normalizado para dois valores máximos de aceleração: 0,1g e 0,3g, conforme Figura 5.7. No modelo, estes registros de aceleração foram aplicados também ao nível da rocha, impondo um deslocamento prescrito no contorno inferior da malha. Em contraste com a unidade de comprimento padrão usada no PLAXIS (m) as unidades da aceleração estão expressas em cm/s^2 . Por esta razão o deslocamento prescrito foi estabelecido em 0,01m.

O amortecimento de Rayleigh foi utilizado na simulação numérica, cujos coeficientes α' e β' foram calculados como:

$$\alpha' = 2\omega_a \omega_b \xi \frac{(\omega_b - \omega_a)}{(\omega_b^2 - \omega_a^2)} \quad (5.5)$$

$$\beta' = 2\xi \frac{(\omega_b - \omega_a)}{(\omega_b^2 - \omega_a^2)} \quad (5.6)$$

onde ω_a e ω_b são frequências utilizadas para definir a função de amortecimento e iguais a 3.6 Hz e 9.0 Hz, respectivamente (dados calculados na análise de Woodward e Griffiths, 1996). Para o material da cortina, foi admitida a razão de amortecimento $\xi = 5\%$ e para o solo dois valores foram considerados neste estudo: $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$.

Nos contornos silenciosos, são usados amortecedores para absorção das ondas incidentes (Lysmer e Kuhlmeier, 1969).

As componentes de tensões normais e cisalhantes absorvidas pelo amortecedor são expressas como:

$$\sigma_n = c_1 \rho C_p \dot{u}_x$$

$$\tau = -c_2 \rho C_s \dot{u}_y$$

onde:

ρ é a massa específica do solo

C_p e C_s são as velocidades das ondas de P e velocidade da onda S.

c_1 e c_2 são os coeficientes de amortecimento.

De acordo com White W. et al (1977), estes coeficientes c_1 e c_2 dependem do valor do coeficiente de Poisson ν como apresentados na Tabela 5.4. Nesta pesquisa foram utilizados $c_1 = 0.986$ e $c_2 = 0.742$, correspondentes a $\nu = 0.30$.

Coeficiente de Poisson ν	c_1	c_2	Coeficiente de Poisson ν	c_1	c_2
0.00	0.959	0.769	0.25	0.986	0.744
0.05	0.967	0.761	0.30	0.986	0.742
0.10	0.975	0.756	0.35	0.992	0.740
0.15	0.982	0.751	0.40	1.007	0.746
0.20	0.986	0.747	0.45	1.011	0.773

Tabela 5.4 – Valores de c_1 e c_2 em função do coeficiente de Poisson ν (White et al, 1977).

A Figura 5.8 mostra a discretização em elementos finitos utilizada nas análises dinâmicas, com a utilização de contornos silenciosos (amortecedores absorventes) nas fronteiras laterais do modelo.

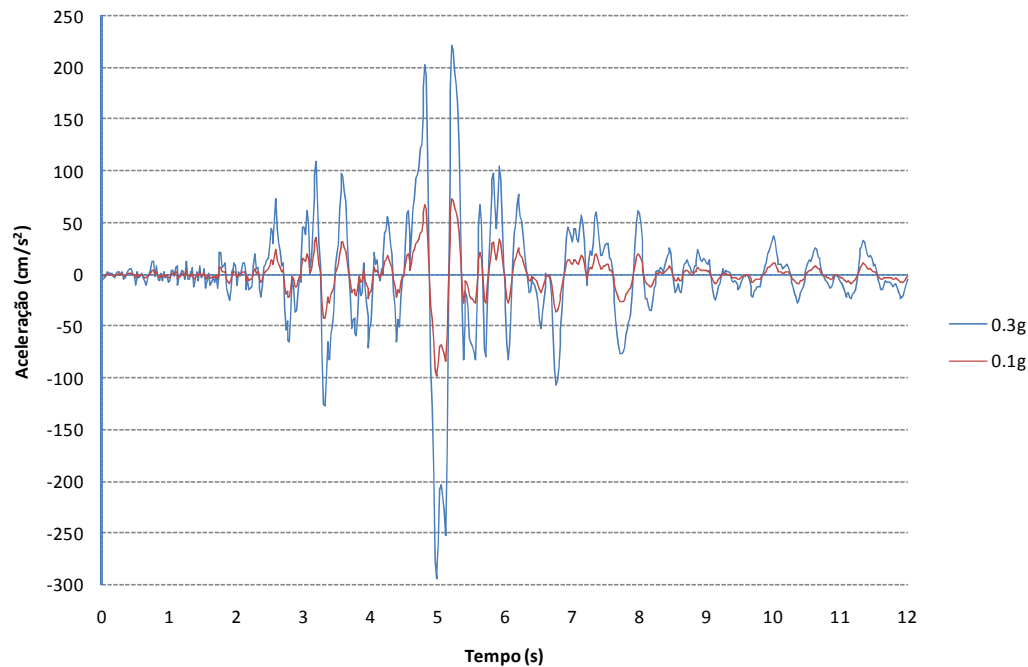


Figura 5.7 – Registros da aceleração do terremoto Mammoth Lake (1980) normalizados para aceleração máxima de 0,1g e 0,3g.

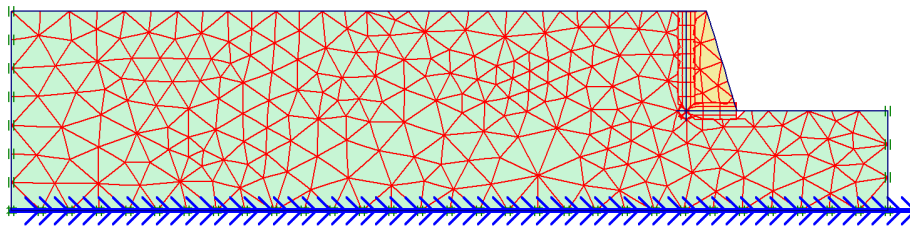


Figura 5.8 – Malha de elementos finitos, com contornos laterais silenciosos.

5.5.2. Análise dos deslocamentos permanentes

5.5.2.1. Método de Richards-Elms

A aceleração de corte (ou de escoamento) calculada como:

$$a_y = \left[\tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta)}{W_w} \right] g \quad (5.7)$$

onde P_{AE} é o valor do empuxo ativo estimado pelo método de Mononobe-Okabe, ϕ_b o ângulo de atrito na interface solo-estrutura, W_w o peso do muro de gravidade.

Richards e Elms recomendaram que P_{AE} seja calculado usando o método de Mononobe-Okabe, mas isto exigiria um cálculo por tentativa e erro visto que P_{AE} na Equação 3.3 também depende do valor da aceleração horizontal. Usando as seguintes equações:

equação 5.7:

$$a_y = \left[\tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta)}{W_w} \right] g$$

que depende de P_{AE} do método M-O (equação 3.3),

$$P_{AE} = \frac{k_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v)}{2}$$

que depende de K_{AE} ,

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right)^2}$$

que depende de ψ ,

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

que depende de a_y , obtendo-se:

$$a_y = 0.23g$$

Uma solução alternativa é empregar um método de equilíbrio limite, com auxílio do programa comercial GeoSlope utilizando o método das fatias de Morgenstern-Price. Para se atingir um fator de segurança pseudo-estático $FS = 1$ (Figura 5.9) o valor da aceleração correspondente foi determinada como

$$a_y = 0.14g$$

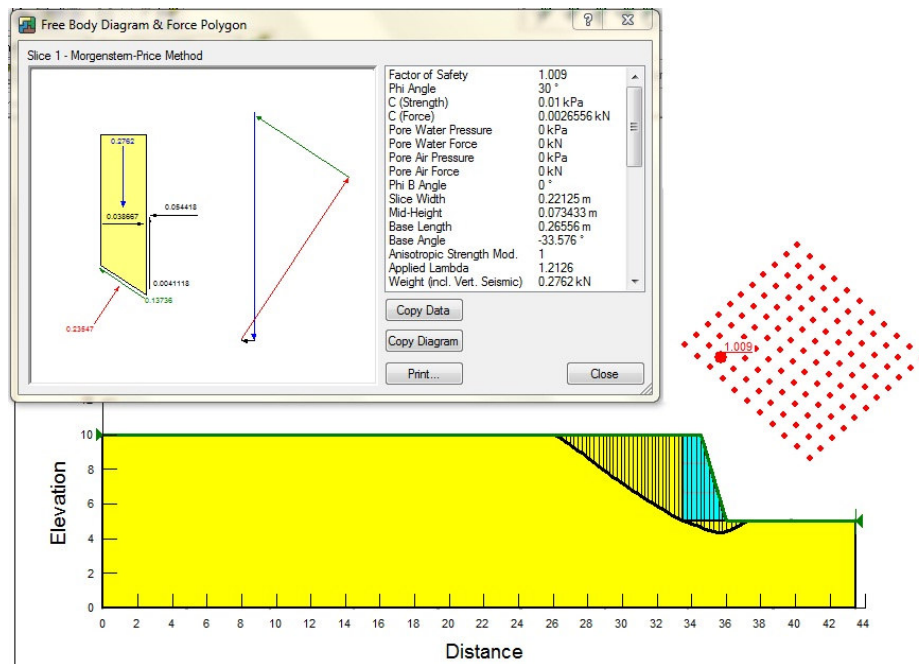


Figura 5.9 – Método das fatias de Morgenstern-Price para determinação do fator de segurança pseudo-estático $FS = 1$ correspondendo à aceleração horizontal de corte ou de escoamento a_y .

Os deslocamentos permanentes são calculados pela equação (4.15):

$$d_{perm} = 0,087 \frac{v_{max}^2 a_{max}^3}{a_y^4}$$

A continuação são mostradas as acelerações máximas a_{max} na superfície do terreno obtidas pelo método dos elementos finitos (programa PLAXIS) considerando as duas histórias de aceleração da Figura 5.7, as duas razões de amortecimento $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$ e as duas acelerações de escoamento, Figuras 5.10 e 5.11 com $a_y = 0.14g$ e Figura 5.12 com $a_y = 0.23g$.

As velocidades máximas v_{max} na superfície do terreno, também determinadas na mesma análise numérica com o programa PLAXIS, são apresentadas na Figuras 5.12 e 5.13, e na Tabela 5.5, para as duas acelerações horizontais máximas do sismo 0.1g e 0.3g, com razão de amortecimento do solo 5% e 10%.

Com base nestas informações, logo é possível calcular-se os deslocamentos permanentes pelo método de Richards e Elms conforme equação acima, resultado nos valores listados na Tabela 5.6 e 5.7 para $a_y = 0.14g$ e $0.23g$ respectivamente.

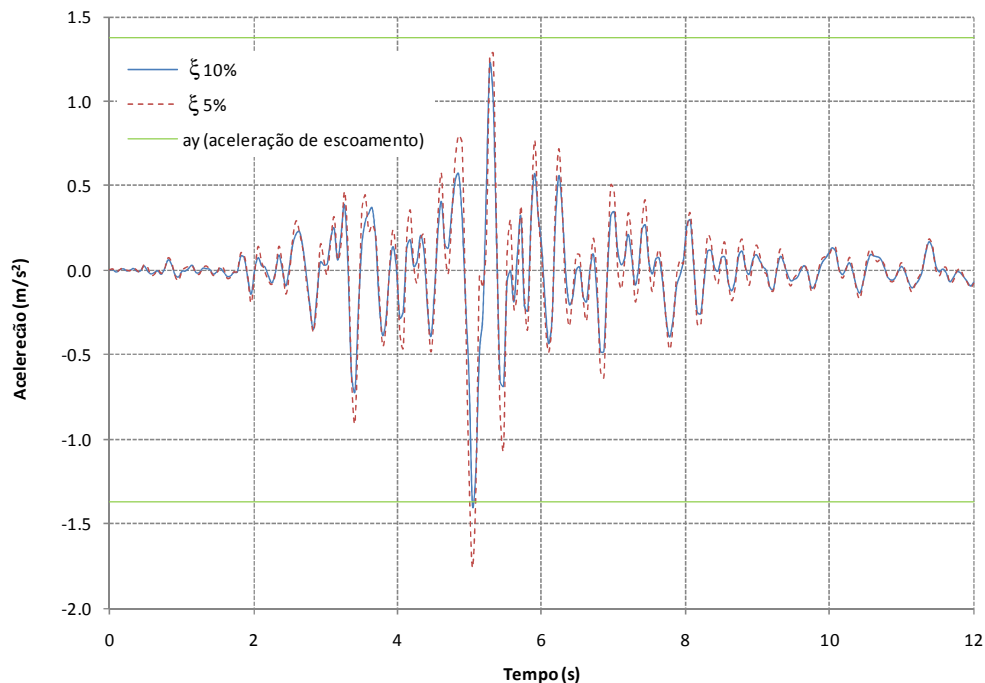


Figura 5.10 – Acelerações máximas na superfície do solo para sismo Mammoth Lake com aceleração máxima normalizada de 0.1g e $a_y = 0.14g$.

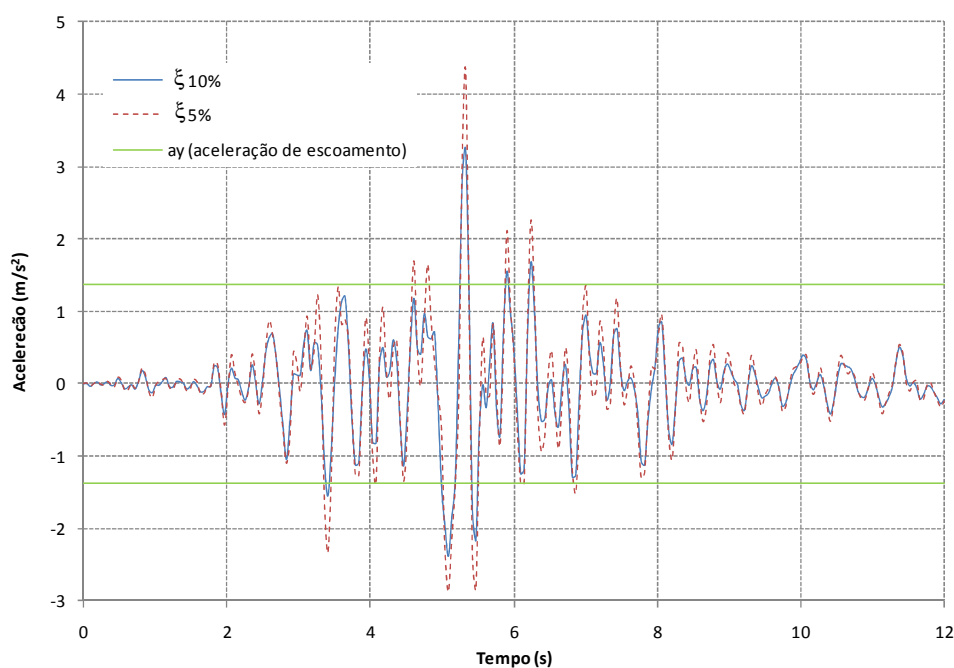


Figura 5.11 – Acelerações máximas na superfície do solo para sismo Mammoth Lake com aceleração máxima normalizada de 0.3g e $a_y = 0.14g$.

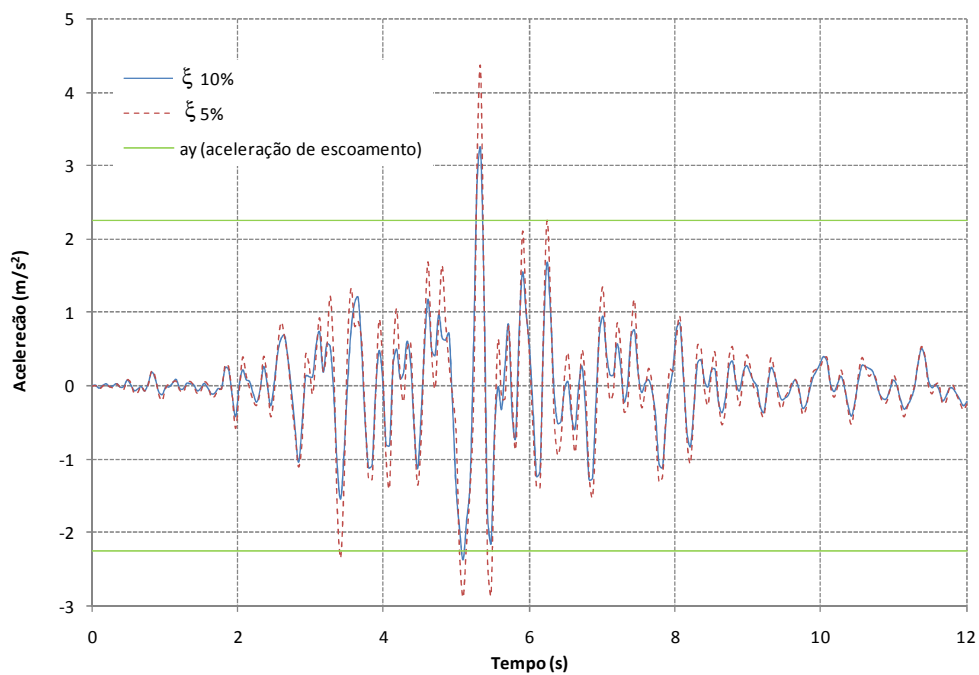


Figura 5.12 – Acelerações máximas na superfície do solo para sismo Mammoth Lake com aceleração máxima normalizada de 0.3g e $a_y = 0.23g$.

Aceleração máxima (m/s^2)			
0.1g		0.3g	
$\xi 5\%$	$\xi 10\%$	$\xi 5\%$	$\xi 10\%$
1.77	1.39	4.33	3.23

Tabela 5.4 – Acelerações máximas na superfície do terreno para sismos com aceleração máxima normalizada de 0.1g e 0.3g.

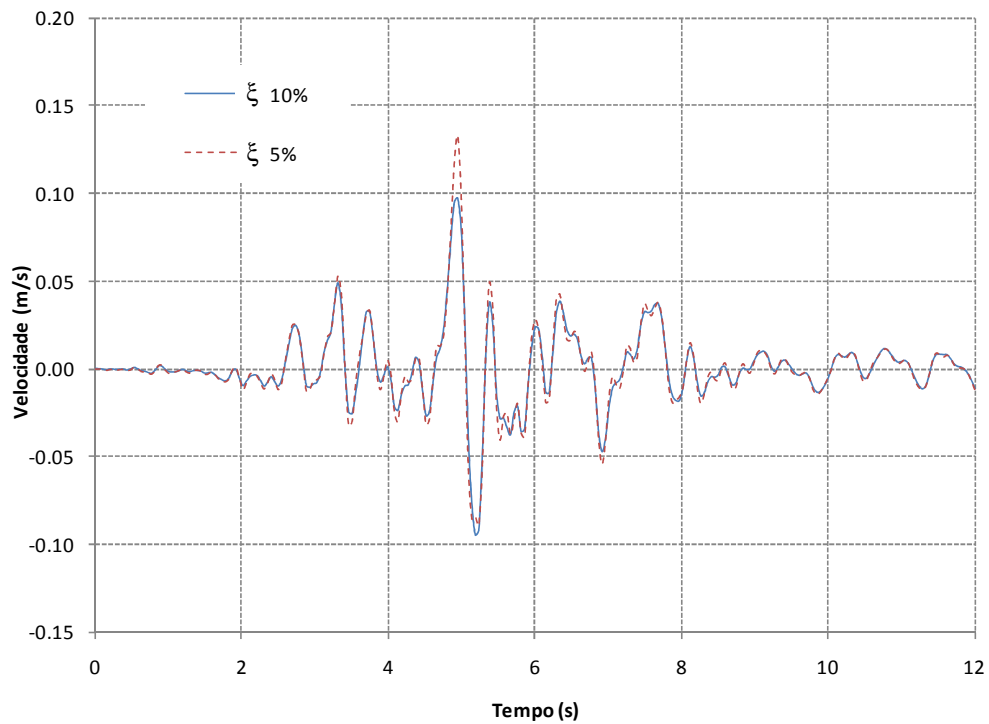


Figura 5.13 – Velocidades máximas calculadas na superfície do solo considerando sismo Mammoth Lake normalizado com aceleração horizontal máxima 0.1g.

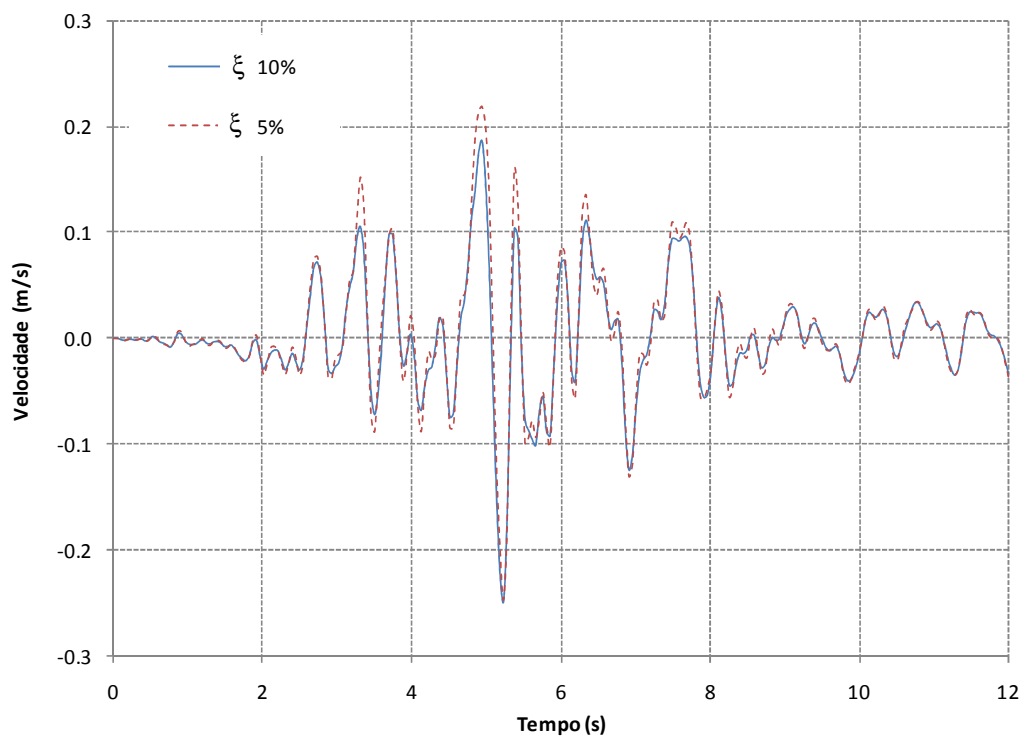


Figura 5.14 – Velocidades máximas calculadas na superfície do solo considerando sismo Mammoth Lake normalizado com aceleração horizontal máxima 0.3g.

Velocidade máxima (m/s)			
0.1g		0.3g	
ξ 5%	ξ 10%	ξ 5%	ξ 10%
0.13	0.10	0.25	0.25

Tabela 5.5 – Velocidades máximas na superfície do terreno para sismos com aceleração máxima normalizada de 0.1g e 0.3g.

Deslocamento permanente (cm)			
0.1g		0.3g	
ξ 5%	ξ 10%	ξ 5%	ξ 10%
0.23	0.06	12.4	5.15

Tabela 5.6 – Deslocamentos permanentes para 0.1g e 0.3g calculados pelo método de Richards-Elms, para $a_y = 0.14g$.

Deslocamento permanente (cm)			
0.1g		0.3g	
ξ 5%	ξ 10%	ξ 5%	ξ 10%
-	-	12.4	5.15

Tabela 5.7 – Deslocamentos permanentes para 0.3g calculados pelo método de Richards-Elms para $a_y = 0.23g$.

5.5.2.2.Método de Whitman-Liao

O deslocamento de acordo com o método de Whitman-Liao é calculado pela seguinte equação (4.16):

$$\bar{d}_{perm} = \frac{37v_{max}^2}{a_{max}} \exp\left(\frac{-9.4a_y}{a_{max}}\right)$$

Considerando que os valores de velocidade máxima e de aceleração máxima na superfície do solo já foram determinados anteriormente, então a aplicação da equação acima produz os resultados listados nas Tabelas 5.8 e 5.9 para acelerações $a_y = 0.14g$ e $0.23g$ respectivamente, consideravelmente menores do que os estimados pelo método de Richards-Elms.

Deslocamento permanente (cm)			
0.1g		0.3g	
ξ 5%	ξ 10%	ξ 5%	ξ 10%
0.024	0.002	2.71	1.13

Tabela 5.8 – Deslocamentos permanentes para 0.1g e 0.3g calculados pelo método de Whitman-Liao para $a_y = 0.14g$

Deslocamento permanente (cm)			
0.1g		0.3g	
ξ 5%	ξ 10%	ξ 5%	ξ 10%
-	-	0.40	0.10

Tabela 5.9 – Deslocamentos permanentes para 0.1g e 0.3g calculados pelo método de Whitman-Liao para $a_y = 0.23g$.

5.5.2.3. Método dos elementos finitos

Os resultados das análises numéricas efetuadas com o programa PLAXIS estão apresentados nas figuras que se seguem.

As Figuras 5.15 e 5.16 apresentam a história dos deslocamentos da parede para ambos os sismos considerados. Dos gráficos mostrados, é possível então estimar-se os deslocamentos permanentes observando o patamar onde estes valores ficam aproximadamente constantes, indicando deformações plásticas irreversíveis (Tabela 5.10).

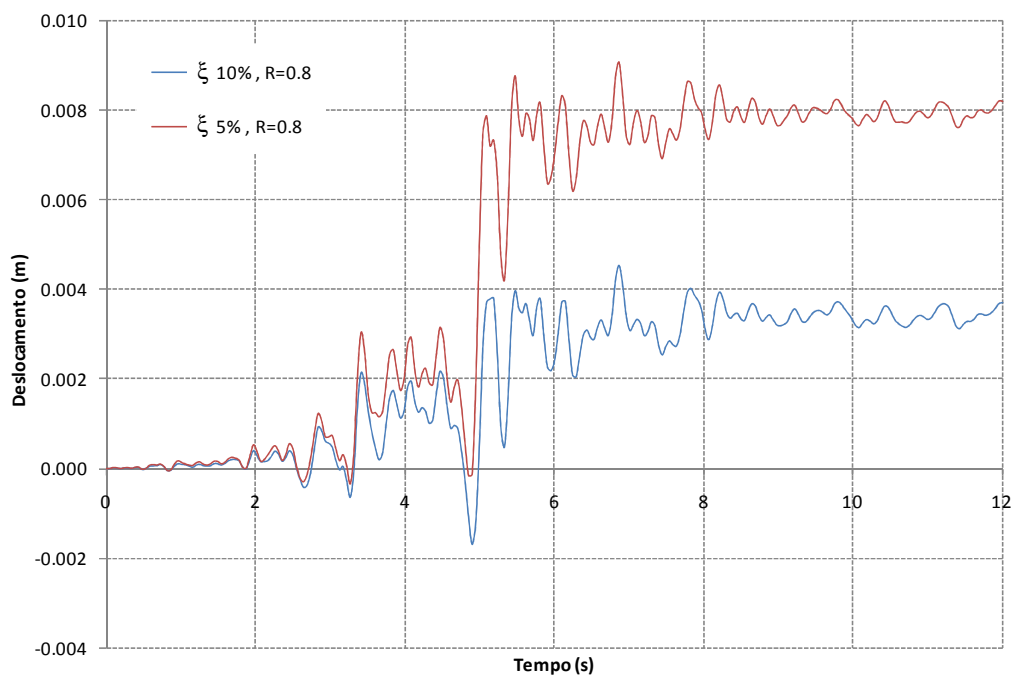


Figura 5.15 – História dos deslocamentos do muro para sismo com aceleração máxima normalizada 0,1g.

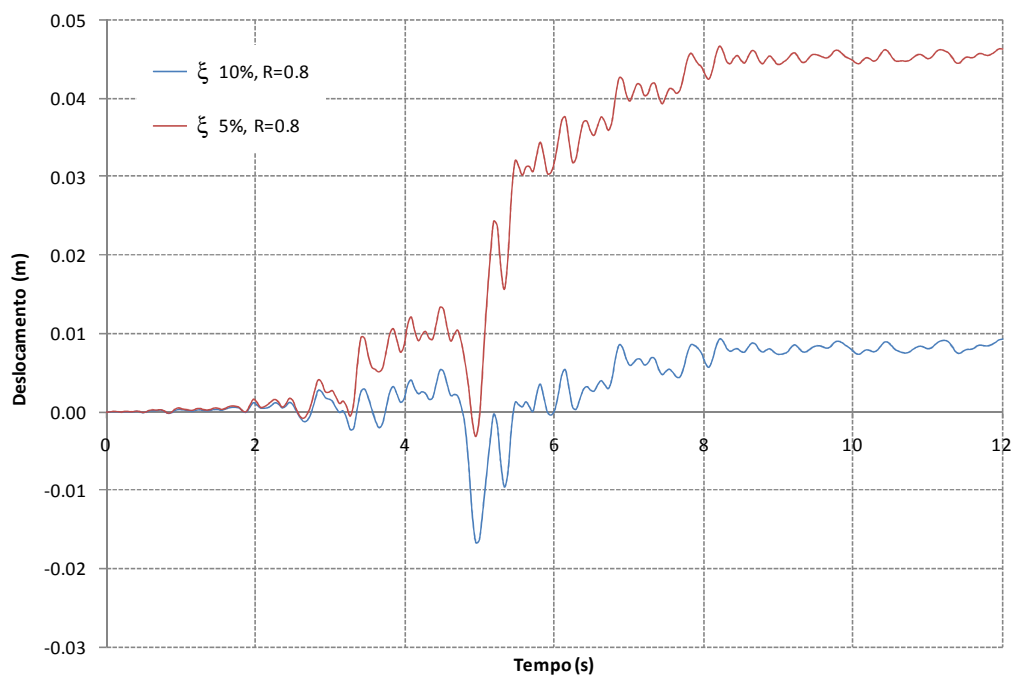


Figura 5.16 – História dos deslocamentos do muro para sismo com aceleração máxima normalizada 0,3g.

Deslocamento permanente (cm)			
0.1g		0.3g	
ξ 5%	ξ 10%	ξ 5%	ξ 10%
0.8	0.35	4.5	0.80

Tabela 5.10 – Deslocamentos permanentes do muro de gravidade para sismos normalizados com aceleração máxima 0,1g e 0,3g, PLAXIS.

Foi feita uma comparação da variação dos deslocamentos com três diferentes tipos de interfaces: interface rígida considerando $R_{int} = 1$, interface lisa com $R_{int} = 0.5$ (valor obtido entre tentativas menores, ie $R_{int} = 0.4, 0.3$, etc com o colapso da estrutura sob carregamento estático), e interface natural $R_{int} = 0.8$. Observa-se que para valores de $R_{int} = 1$ os deslocamentos são menores do que para os outros tipos de interfaces, devido principalmente ao contato solo - estrutura, e para valores de $R_{int} = 0.5$, os deslocamentos são bem maiores do que os outros, indicando um deslizamento da estrutura. As Figuras 5.17 e 5.18 apresentam a comparação dos deslocamentos com estes três tipos de interfaces, com $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$ respectivamente e uma aceleração de pico de 0.1g, e as Figuras 5.19 e 5.20, para uma aceleração de pico de 0.3g.

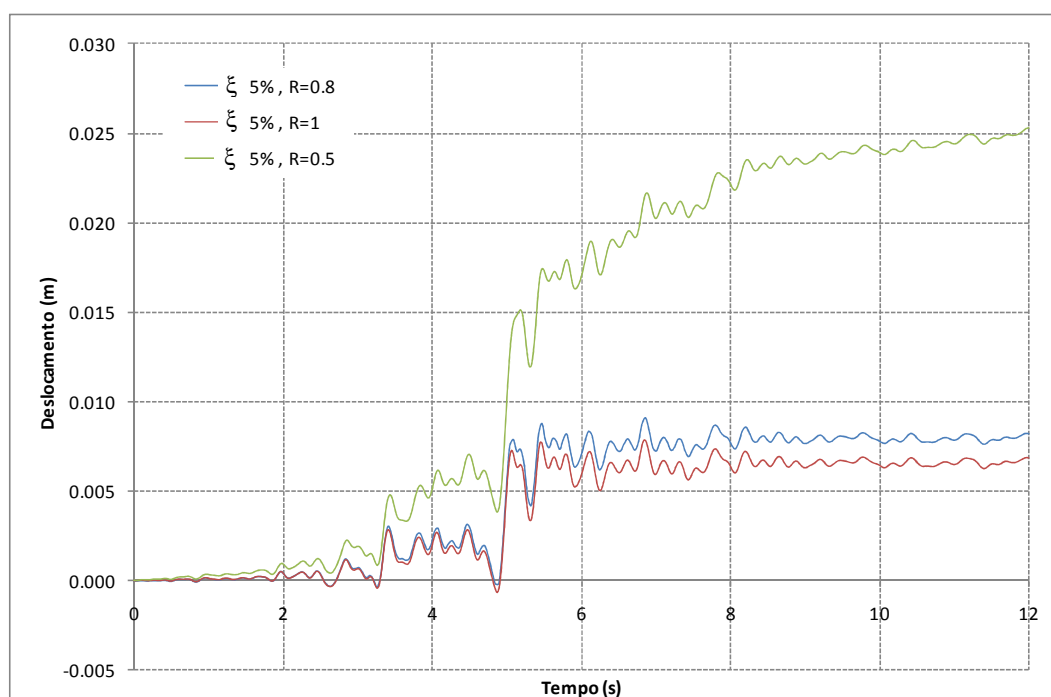


Figura 5.17 – Histórias dos deslocamentos do muro com diferentes tipos de interfaces, aceleração de pico 0.1g e $\xi = 5\%$.

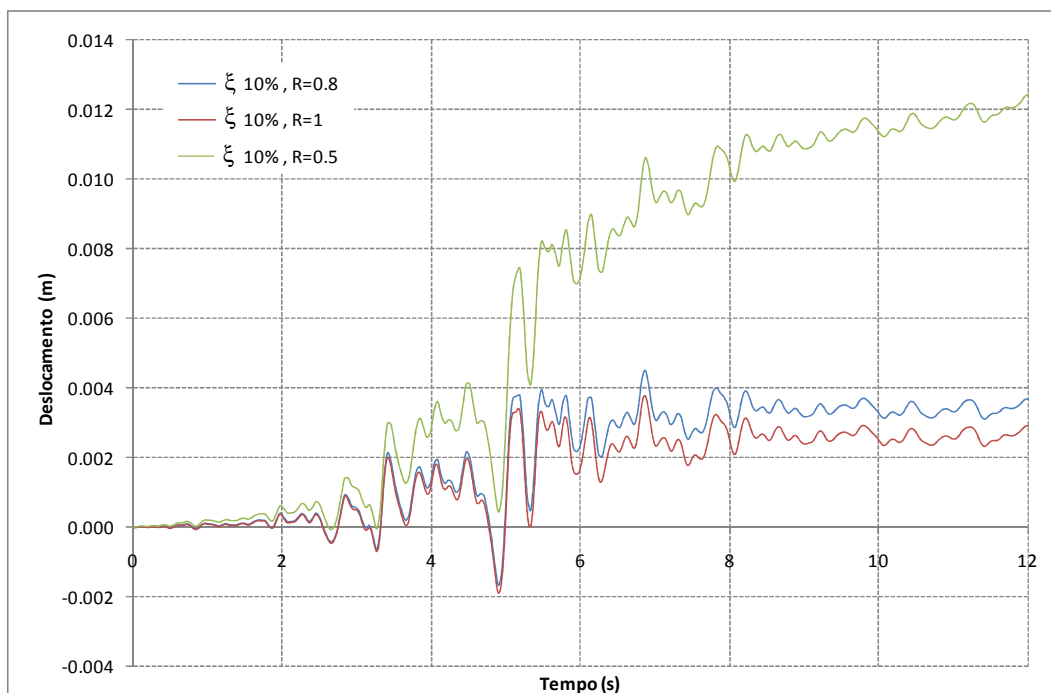


Figura 5.18 – Histórias dos deslocamentos do muro com diferentes tipos de interfaces, aceleração de pico 0.1g e $\xi = 10\%$.

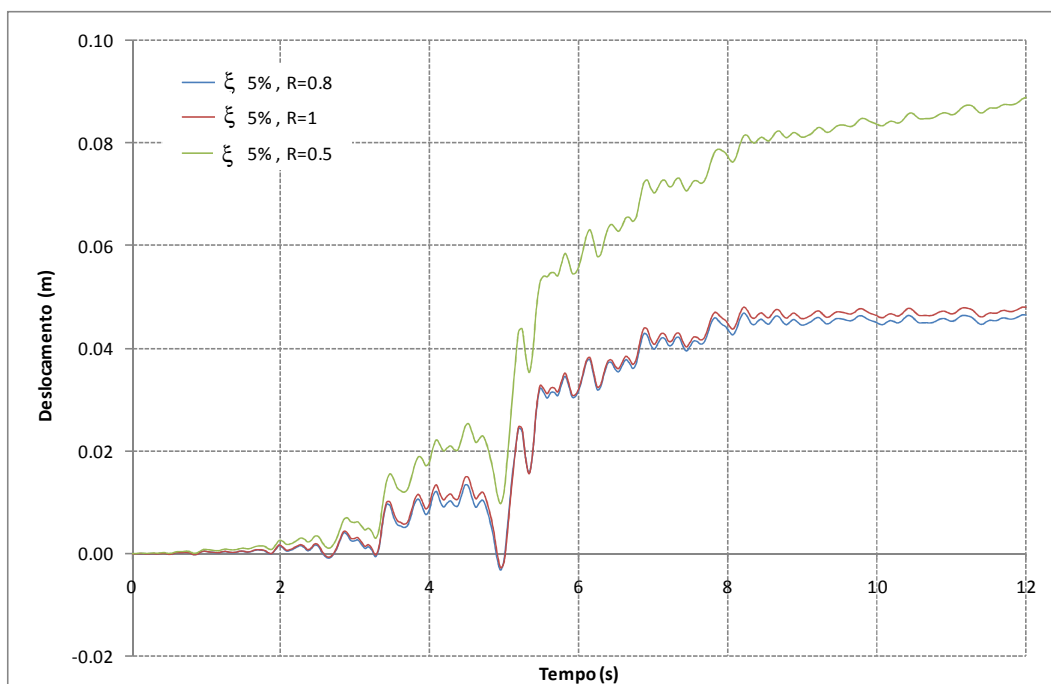


Figura 5.19 – Histórias dos deslocamentos do muro com diferentes tipos de interfaces, aceleração de pico 0.3g e $\xi = 5\%$.

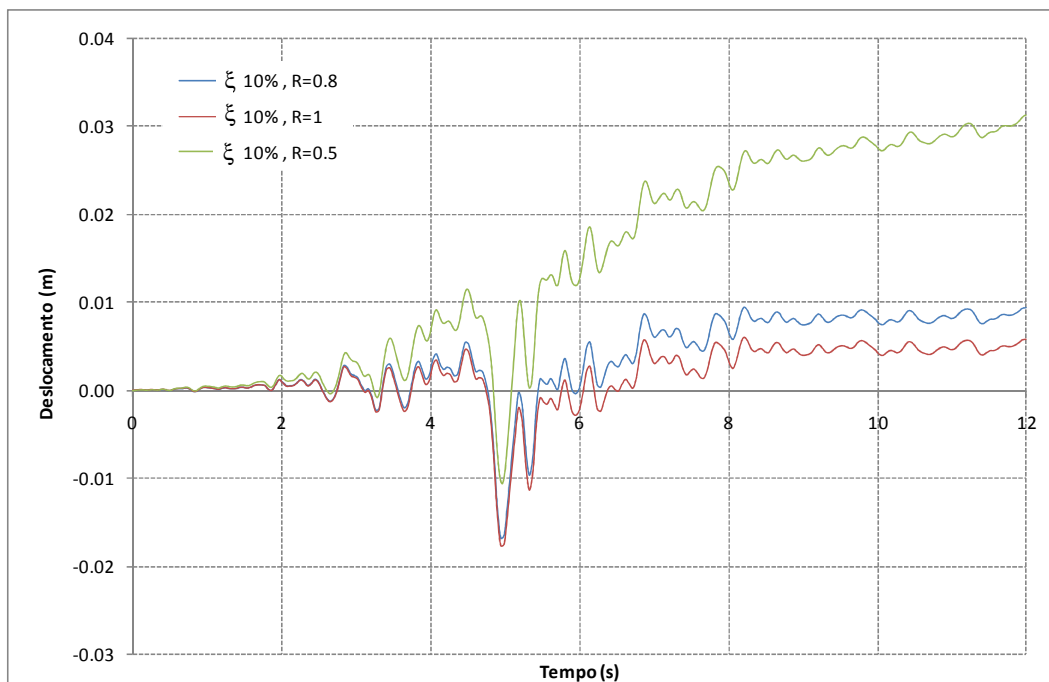


Figura 5.20 – Histórias dos deslocamentos do muro com diferentes tipos de interfaces, aceleração de pico 0.3g e $\xi = 10\%$.

A Figura 5.21 apresenta a historia dos deslocamentos do topo e da base, nos 22 segundos de um sismo de 0.3g, com $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$, e $R_{inter} = 0.5$.

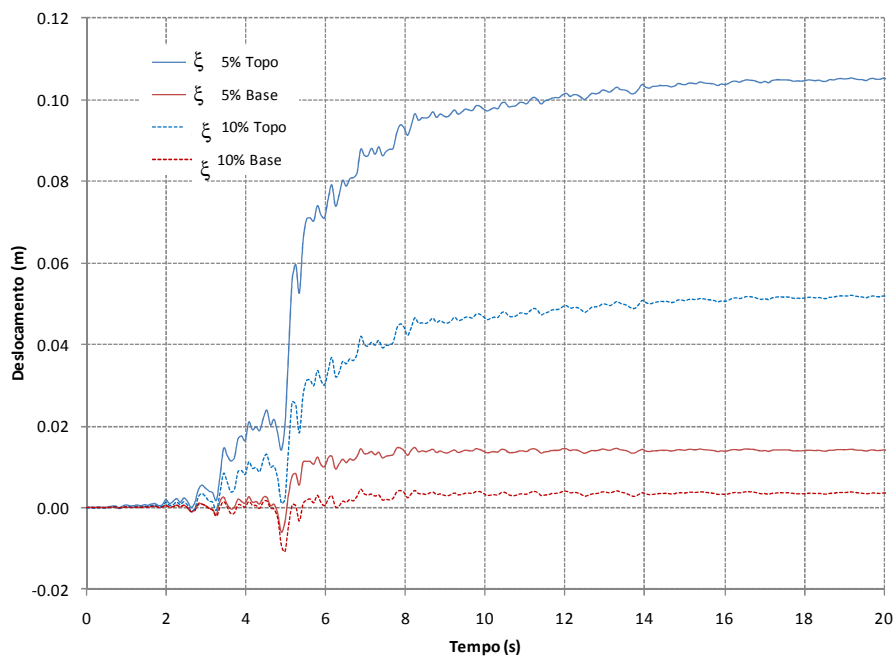


Figura 5.21 – Histórias dos deslocamentos do topo e da base, aceleração de pico 0.3g e $R_{inter} = 0.5$.

As Figuras 5.22 (com aceleração de pico de 0.1g) e 5.23 (com aceleração de pico de 0.3g) apresentam uma comparação entre os deslocamentos horizontais do topo e da base da estrutura para valores de $\xi = 5\%$ e $\xi = 10\%$ respectivamente, observando-se que a resposta dos deslocamentos do topo para $\xi = 5\%$ produz deslocamentos permanentes bastante superiores aos das outras situações analisadas.

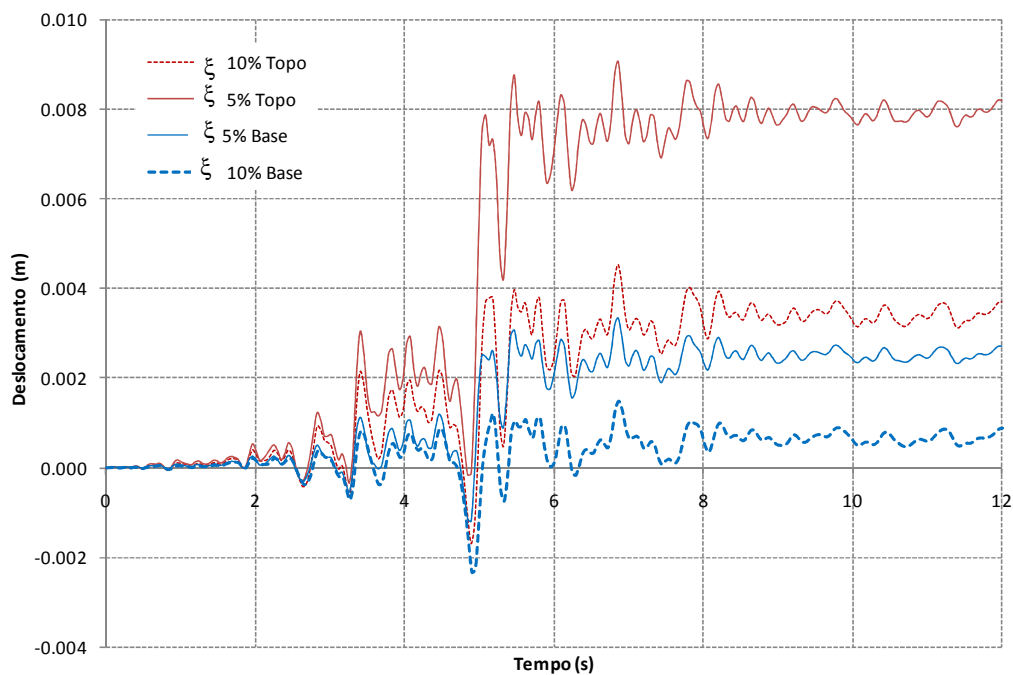


Figura 5.22 – Histórias dos deslocamentos do topo e da base, aceleração de pico 0.1g, $R_{inter} = 0.8$.

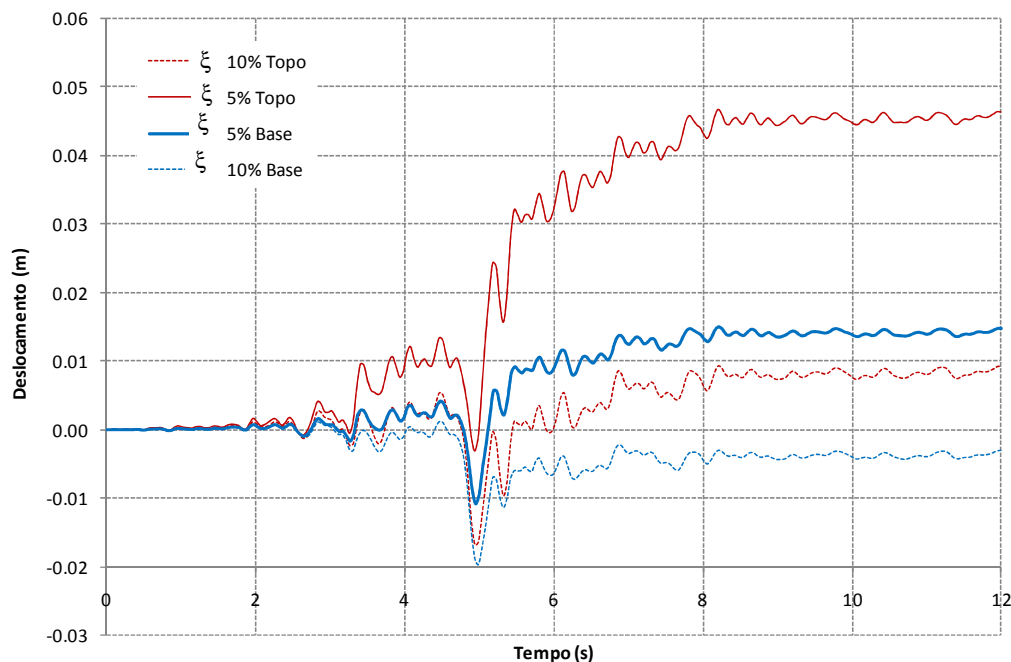


Figura 5.23 – Histórias dos deslocamentos do topo e da base, aceleração de pico 0.3g, $R_{inter} = 0.8$.

As Figuras 5.24 e 5.25 são uma aproximação da variação no tempo do coeficiente de empuxo ativo, e uma aproximação da variação com o tempo do ponto de aplicação do empuxo sobre a face do muro de gravidade respectivamente. Indicando uma distribuição não-linear das tensões na parede durante o movimento. Após a ocorrência do sismo, é interessante notar que o ponto de aplicação desta força resultante reflete o grau de rotação e de translação experimentado pela estrutura.

Finalmente, a Figura 5.26 apresenta a configuração da malha distorcida no tempo $t = 12s$, de onde pode-se observar os movimentos de rotação e de translação sofridos pelo muro de gravidade.

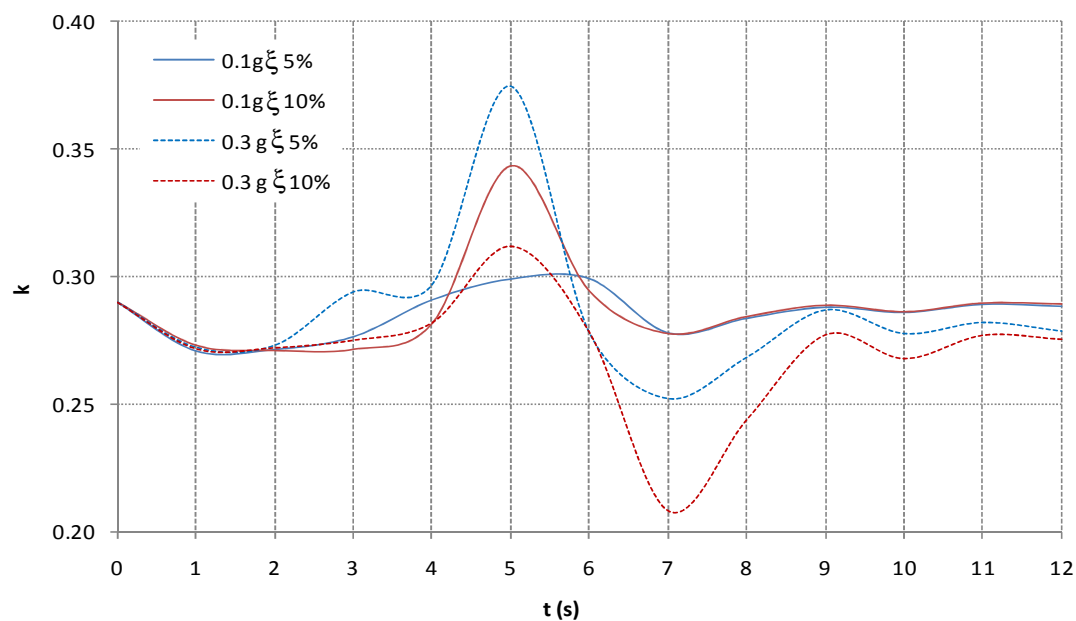


Figura 5.24 – Variação no tempo do coeficiente de empuxo ativo para aceleração máxima normalizada do sismo igual a 0,1g e 0.3g.

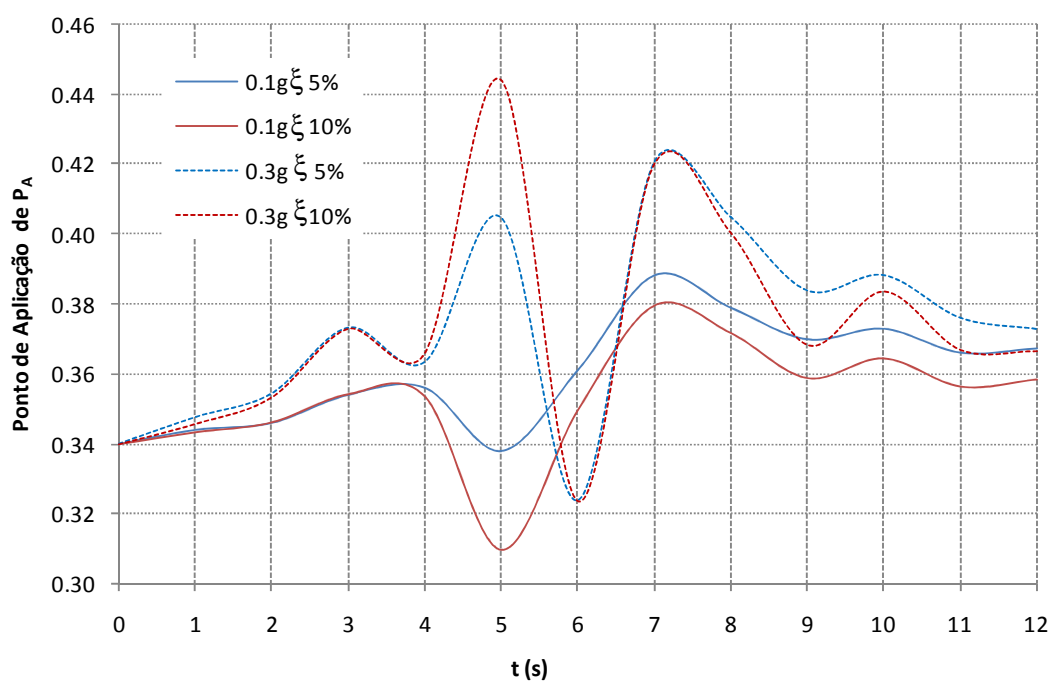


Figura 5.25– Variação com o tempo do ponto de aplicação do empuxo ativo para sismo com aceleração máxima normalizada 0,1g e 0.3g.

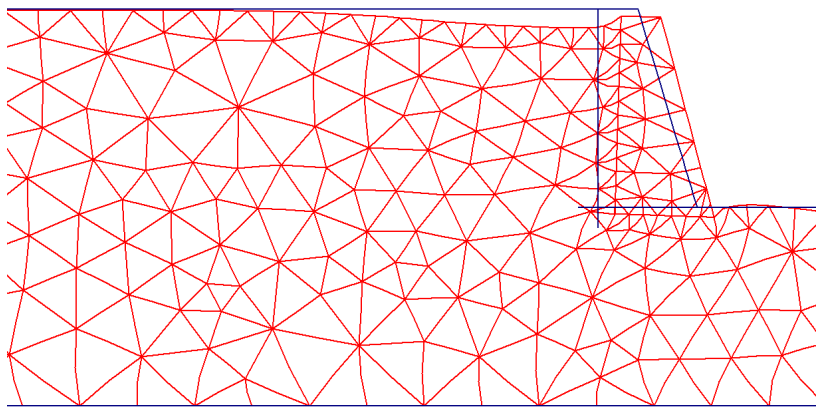


Figura 5.26 – Malha deformada de elementos finitos no instante $t=12s$ considerando sismo com aceleração máxima normalizada de $0,3g$ e $\xi = 5\%$.